

DOI: 10.11779/CJGE201706005

采用 K -刚度法设计的模块式加筋土挡墙数值模拟

陈建峰, 张 琬

(同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 基于一采用 K -刚度法设计的模块式加筋土挡墙建立有限差分数值模型, 并采用界面双曲线模型真实模拟底层模块-水平基座界面及水平基座-地基界面, 研究实际模块式加筋土挡墙在工作应力下的性状, 并进一步分析墙趾界面剪切特性。结果表明: 数值计算的挡墙筋材应变分布、填土中各层筋材最大拉力、墙面筋材连接力和墙面最大位移值与实测值比较吻合; K -刚度法计算的填土中筋材最大拉力值与数值模拟和实测值吻合较好, 但墙面连接处筋材因受地基沉降和填土压实产生的下拉力影响而大于填土中筋材最大拉力, 故 K -刚度法不能用于墙面筋材连接力的验算; 相较于刚性地基, 压缩性地基上模块式加筋土挡墙的墙趾正应力系数较大, 而墙趾承担荷载比例较小; 尽管基座-地基界面剪切刚度较模块-基座界面小很多, 由于其承受的剪应力也很小, 墙趾并不会沿着基座-地基界面发生滑移破坏, 模块-基座界面对挡墙墙趾起到主要的约束作用。

关键词: 加筋土挡墙; K -刚度法; 模块; 墙趾界面; 数值模拟

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)06-1004-08

作者简介: 陈建峰(1972-), 男, 浙江余姚人, 工学博士, 教授, 主要从事加筋土结构与边坡支护、岩体力学与工程等方面的教学与研究工作。E-mail: jf_chen@tongji.edu.cn。

Numerical modeling of a reinforced soil segmental retaining wall designed using the K -stiffness method

CHEN Jian-feng, ZHANG Wan

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A finite difference numerical model is established for a reinforced segmental retaining wall (SRW) designed using the K -stiffness method. The hyperbolic interface model is used to actually simulate the block-leveling pad and leveling pad-foundation interface. The behaviors of the field wall under working stress are investigated, and the shear characteristics of the toe interface are further analyzed. The results show that the computed reinforcement strain distribution, the maximum reinforcement loads in the fill, the connection loads and the maximum facing displacements are in agreement with the measurements. The maximum reinforcement loads in the fill computed using the K -stiffness method agree well with those computed by numerical model and the measured. However, the K -stiffness method cannot be used for verification of the connection loads because the connection loads are larger than the maximum reinforcement loads in the fill due to the effect of the down-drag force mobilized by foundation settlement and backfill compaction. Compared to the SRWs on the rigid foundation, the walls on the compressible foundation have larger factors of normal toe loads and less fractions of the total loads carried by the toe. The leveling pad will not slide along its interface with the foundation due to very small shear stress on it, although the shear stiffness of the leveling pad-foundation interface is much less than that of the block-leveling pad interface. Thus, the block-leveling pad interface plays a major role in the toe restraint.

Key words: reinforced soil retaining wall; K -stiffness method; segmental block; toe interface; numerical modeling

0 引 言

目前国内外加筋土挡墙规范通常采用美国国家公路与运输协会(AASHTO)的极限平衡法(也称AASHTO法)^[1-2], 计算填土中每一层筋材的最大拉力 T_{\max} , 即

$$T_{\max} = K_a S_v (\gamma z + q) \quad (1)$$

式中 K_a 为库仑主动土压力系数; S_v 为筋材垂直间距; γ 为填土重度; z 为筋材埋设深度; q 为作用在墙顶面上的均布荷载。然而, 大量正常使用(即工作应力下)的加筋土挡墙实测的筋材拉力测量值只有

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572266, 41072200)

收稿日期: 2016-03-02

AASHTO 法计算值的 $1/3^{[3-4]}$ 。其原因是 AASHTO 法假定挡墙水平土压力全部由筋材承担,忽略了墙面刚度、墙体和筋材刚度、墙面仰角、填土土性等对筋材拉力的影响。由此, Bathurst 等提出了工作应力下的加筋土挡墙 K-刚度设计方法^[5],该方法认为工作应力下加筋土挡墙的筋材拉力沿墙高呈梯形分布,其公式如下:

$$T_{\max} = 0.5K\gamma(H+S)S_v D_{t\max} \Phi_g \Phi_{\text{local}} \Phi_{\text{lb}} \Phi_{\text{ls}} \quad (2)$$

式中 K 为侧向土压力系数, $K=1-\sin\varphi_{\text{ps}}$, φ_{ps} 为土体平面应变摩擦角; H 为墙面高度; γ 为填土重度; S 为墙顶附加荷载等效高度; S_v 为筋材竖向间距; $D_{t\max}$ 为筋材拉力分布系数; Φ_g 为挡墙整体刚度系数; Φ_{local} 为挡墙局部刚度系数; Φ_{lb} 为墙面仰角系数; Φ_{ls} 为墙面刚度系数。

K-刚度法是一种经验设计方法,用于校准该方法的挡墙案例数据库包括 35 个不同类型的土工合成材料加筋土挡墙,其筋材拉力测量值均与 K-刚度法计算值接近。K-刚度法已被美国华盛顿州交通局(WSDOT)列为推荐的加筋土挡墙设计方法。WSDOT 于 2005 年采用 K-刚度法设计并建造了一座模块式土工格栅加筋土挡墙^[6],并在现场开展了筋材应变和墙面局部变形的测量。

模块式加筋土挡墙的墙面由采用干浇法预制的小尺寸混凝土模块堆叠干砌而成,模块与模块之间通过插销、凹凸槽连接,最底层模块通常不直接放置于地基土上,而是置于一素混凝土或碎石制成的水平基座之上,并埋入地基中一定深度,底层模块与水平基座共同构成墙趾结构。Bathurst 等^[7]在加拿大皇家军事学院(RMC)进行了一系列 3.6 m 高模块式加筋土挡墙室内足尺试验,试验中为了测试墙面的竖向应力和墙趾的水平受力,将墙趾模块搁置在水平滚轴上,并在其侧向设置刚性测力环,测试结果表明,在挡墙完工时墙趾承担了约 82% 的墙背水平土压力,而筋材只承担了约 18% 的荷载。Huang 等^[8]基于 Bathurst 的足尺试验建立数值模型,研究墙趾侧向约束刚度对模块式加筋土挡墙的影响,得出墙趾阻力能承担很大部分挡墙水平土压力,其筋材拉力分布与 K-刚度法计算结果吻合较好。但 Leshchinsky 等^[9-10]指出, Bathurst 等^[7-8]对墙趾做了恒定刚度的侧向弹性约束,并且忽略了素混凝土水平基座与其下地基土之间的界面,而这个界面的刚度要低于水平基座与其上模块界面的刚度,故认为这与实际情况不符,可能夸大了墙趾的约束作用。笔者由此基于混凝土模块与碎石土界面直剪试验的结果,建立了反映墙趾真实约束条件的非线性双曲线界面模型,并建立了与 RMC 足尺试验挡墙相同尺寸的数值模型,得出在挡墙完工时墙趾承担约 87% 的水平

土压力,稍大于足尺试验得到的墙趾承担荷载的比例,这是由于在挡墙填筑过程中作用在墙趾界面的正应力不断增大,且远大于墙面自重应力,导致墙趾界面刚度要大于足尺试验的恒定墙趾约束刚度^[11]。

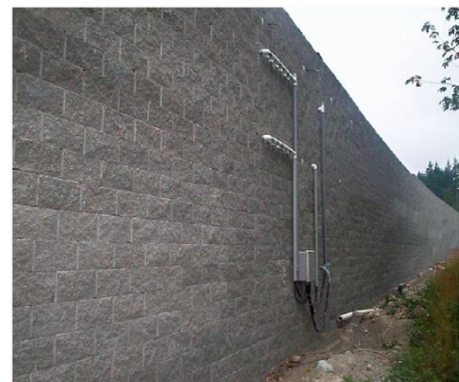
然而上述开展足尺试验及数值模拟的挡墙均位于刚性地基之上,未考虑实际地基土的变形影响,也未考虑基座与地基土界面的作用。本文采用 FLAC 有限差分程序建立 WSDOT 模块式加筋土挡墙数值模型,采用界面双曲线模型真实模拟模块-水平基座界面及水平基座-地基土界面,研究实际模块式加筋土挡墙在工作应力下的筋材应变、筋材拉力、墙面位移和地基沉降、墙趾界面正应力以及墙趾筋材荷载分担比,并进一步分析墙趾界面剪切特性。

1 工程概况

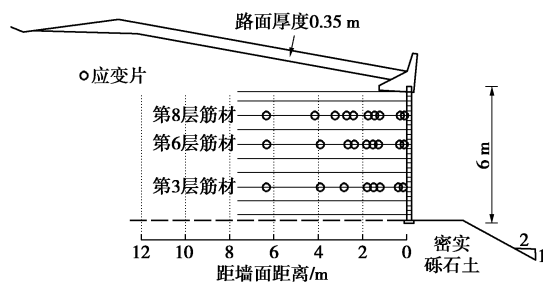
由 WSDOT 设计并监督建造的模块式土工格栅加筋土挡墙位于华盛顿州西雅图东南部 Maple Valley 附近的 SR-18 高速公路,2005 年 6 月始建,2006 年 8 月完工,是第一座采用 K-刚度法设计的加筋土挡墙^[6]。

如图 1 所示,挡墙高 6 m,长 200 m,墙面竖直。筋材竖向间距 0.6 m,长度 7.9 m,共铺设 10 层筋材,其中底层筋材距地基表面 0.2 m,材料为坦萨 UXK1100 高密度聚乙烯单向土工格栅(HDPE-1)。素混凝土基座宽度为 600 mm,厚度 150 mm。墙面混凝土模块尺寸为 460 mm×300 mm×200 mm(长×宽×高)。墙背填土为级配良好的粉质砂土,最大粒径 38 mm,含水率为 6.2%,经压实后重度为 20.7 kN/m³,三轴试验内摩擦角为 43°。地基土为密实砾石土,三轴试验内摩擦角为 39°。

挡墙分层填筑,建造高度与时间关系曲线如图 2 所示。由图可见,最后一层填土填筑完成的时间是 4060 h,此时墙高 6 m。从 7200~10100 h 进行墙顶路面的铺设工作,最终墙高为 6.3 m。本文数值模拟的阶段为挡墙填筑阶段(0~4060 h)。



(a) 完工后的挡墙



(b) 挡墙剖面图

图 1 挡墙示意图

Fig. 1 Schematic diagram of retaining wall

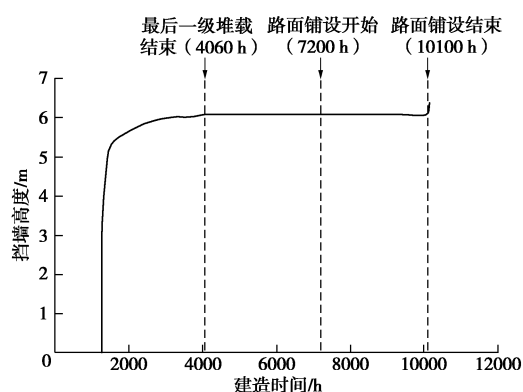


图 2 挡墙填筑高度与建造时间关系曲线

Fig. 2 Curve of wall height versus construction time

挡墙第 3, 6, 8 层筋材为测点层, 其上粘贴应变片以测量筋材应变, 筋材应变测点布置如图 1 (b) 所示。

2 数值模型

2.1 概述

采用有限差分程序 FLAC 建立 WSDOT 模块式加筋土挡墙数值模型, 如图 3 所示。挡墙分层填筑模拟过程为: 首先在地基中的水平基座上放置一墙面模块 (见图 3 详图), 而后铺设模块对应高度的填土, 对填土表面施加 8 kPa 竖直向下的均布荷载以模拟实际挡墙建造过程中对填土的压实^[12], 如此往复, 直至挡墙填筑至预定高度。

2.2 材料本构模型及参数

地基土和填土采用莫尔库仑模型。混凝土模块采用线弹性模型模拟。表 1 为根据土工试验得出的地基土、填土和墙面模块本构模型参数。由于挡墙为平面应变问题, 故参数中土体摩擦角应采用平面应变摩擦角, 其可根据 Lade 等提出的经验公式获得^[13], 即

$$\varphi_{ps} = 1.5\varphi_{tx} - 17^\circ \quad (3)$$

式中 φ_{ps} 为土体平面应变摩擦角; φ_{tx} 为三轴试验摩擦角。

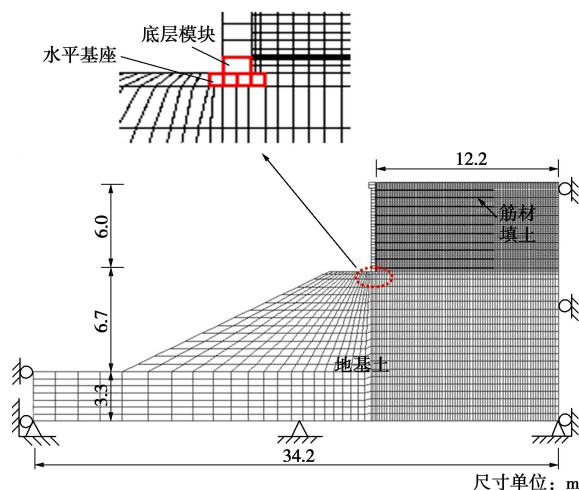


图 3 挡墙 FLAC 网格

Fig. 3 Numerical FLAC grid of retaining wall

土工格栅采用锚杆单元模拟。本工程中所用的 HDPE-1 塑料土工格栅具有蠕变特性。对其做了 4060 h 的等时蠕变试验, 得到的不同应变下的切线轴向刚度数据如图 4 所示, 拟合得到的切线刚度 $J_t(\varepsilon)$ 曲线为指数函数:

$$J_t(\varepsilon) = 330 \times \varepsilon^{-0.42} \quad (4)$$

可见, 该土工格栅筋材刚度随其应变的增大而降低。在数值模拟中, 通过 FISH 语言不断更新筋材刚度来考虑其蠕变特性。

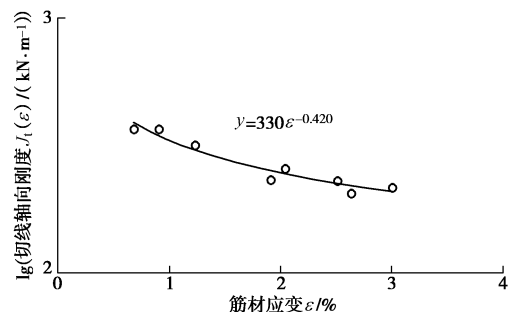


图 4 筋材切线刚度曲线

Fig. 4 Secant stiffness curves for HDPE-1 geogrid

2.3 界面及边界条件

墙趾界面包括墙面底层模块与水平基座之间的界面以及水平基座与地基土之间的界面, 两界面均采用笔者^[11]所提出的能真实反映墙趾界面剪切性状的双曲线界面模型。双曲线模型剪切刚度 k_{st} 为

$$k_{st} = K_1 \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_n}{p_a} \right)^n \cdot \left(1 - \frac{R_f \cdot \tau}{c + \sigma_n \cdot \tan \delta} \right)^2 \quad (5)$$

式中 K_1 为刚度数; γ_w 为水的重度; σ_n 为正应力; p_a 为一个大气压; n 为刚度指数; R_f 为破坏比; τ 为剪应力; c , δ 分别为界面的黏聚力和内摩擦角。模块与基座、基座与地基界面模型参数分别由混凝土与混凝土、混凝土与碎石土的界面大型直剪试验得到^[14], 其

值见表 2。

模块与模块界面、模块与墙背填土界面均采用 FLAC 中的莫尔-库仑界面模型, 界面模型参数则由这些界面的直剪试验获得^[12]。各界面模型参数列于表 3。

地基底部设置为水平竖直约束, 地基左右边界和填土右边界设置水平约束。

表 1 材料参数

Table 1 Parameters of materials				
材料	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	平面应变摩 擦角 $\varphi_{\text{ps}}/(\text{^\circ})$	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$
地基土	45	0.30	42	1990
填土	38	0.30	48	2100
墙面模块	23×10^3	0.15	—	2200

表 2 墙趾界面参数

Table 2 Parameters of toe interface							
材料	破坏比 R_f	刚度指数 n	刚度 K_1	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\delta/(\text{^\circ})$	大气压 p_a/kPa	水重度 $\gamma_w/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
模块-基座	0.972	0.88	57863	0	33	101.3	9.81
基座-地基	0.915	1.07	4420	7	27	101.3	9.81

表 3 模块、填土界面参数

Table 3 Parameters of interface between backfill and block				
材料	摩擦角 $\delta/(\text{^\circ})$	似黏聚力 c/kPa	法向刚度 $k_n/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$	剪切刚度 $k_s/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$
模块-填土	42	0	100	1
模块-模块	57	45.7	1000	40

3 数值模拟结果分析

3.1 筋材应变

图 5 为挡墙填筑结束时第 3, 6, 8 层筋材轴向应变分布曲线。由图可见, 第 3, 6 层筋材应变的数值计算值与实测值吻合较好, 实测和计算的筋材应变均在墙面连接处最大, 而后随距离墙面的增大而减小。通常墙面连接处筋材由于受到地基沉降和填土压实产生的下拉力影响, 其应变最大。但第 8 层筋材应变的计算值要大于实测值, 特别是墙面处筋材实测值偏小, 这是由于在实际挡墙建造过程中墙面和筋材之间的连接有时会产生一定的松动^[6], 而数值模拟中不会出现松动的问题。

3.2 筋材拉力

图 6 为挡墙填筑结束时填土中各层筋材最大拉力 T_{max} 沿墙高的分布曲线。 T_{max} 用于挡墙内部筋材拉断和拔出稳定性验算。为避免受墙面连接处筋材最大拉力的影响, T_{max} 可取距墙面 1 m 以外的筋材最大拉力^[15]。图 6 给出了筋材拉力的数值计算值、实测值以及 K-

刚度法和 AASHTO 方法的计算值。K-刚度法各参数取值如下^[6]: $K=0.26$, $\gamma=20.7\text{ kN/m}^3$, $H=6\text{ m}$, $S_v=0.6\text{ m}$, $\Phi_g=0.38$, $\Phi_{\text{local}}=1.08$, $\Phi_{\text{lb}}=1$, $\Phi_{\text{ls}}=0.44$ 。AASHTO 法中, 库仑主动土压力系数 $K_a=0.15$, γ , S_v 取值同 K-刚度法。

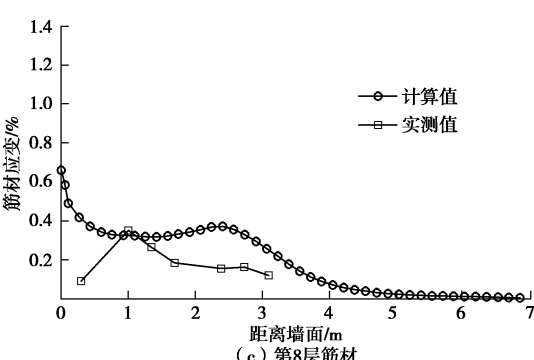
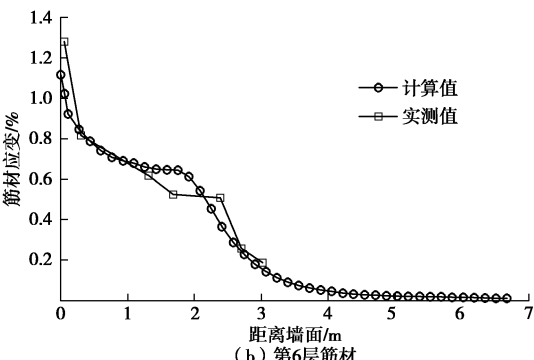
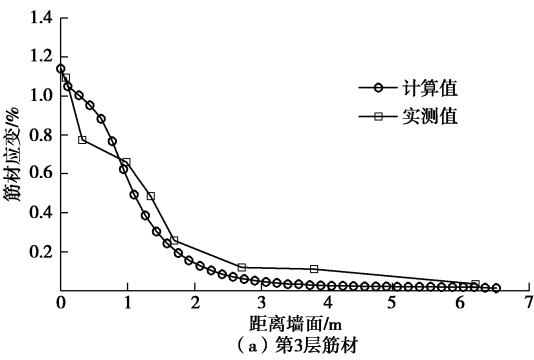


图 5 筋材应变分布曲线

Fig. 5 Distribution of reinforcement strains

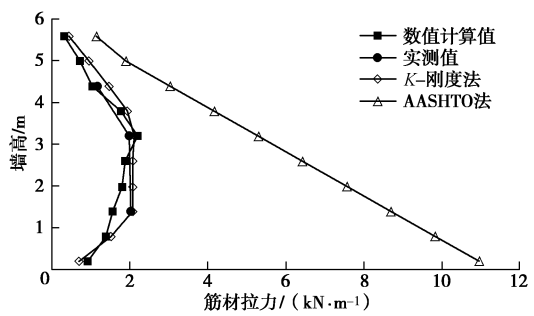


图 6 各层筋材拉力沿墙高分布曲线

Fig. 6 Distribution of reinforcement loads along wall height

由图6可见,各层筋材拉力的数值计算值与实测值、 K -刚度法计算值均较为吻合,沿墙高呈梯形分布,最大值约为2.1 kN/m。但AASHTO法计算值显然偏大了很多。

K -刚度法考虑了墙面刚度、墙体和筋材刚度、墙面仰角、填土土性等对筋材拉力的影响,其中墙面刚度的影响实质上是通过对墙趾的约束起作用的。模型试验和数值模拟均表明^[8, 16],当墙趾界面润滑或剪切刚度设置为零后,其筋材拉力分布形式为一从墙顶到墙底的斜向下的直线,筋材承担了全部的墙背水平土压力,在极限状态下,其筋材拉力值与AASHTO法计算值接近。因此,墙趾约束作用对刚性墙面挡墙筋材拉力分布具有关键的影响。

图7为挡墙填筑结束时墙面处筋材连接拉力沿墙高的分布曲线。同图5所示墙面连接处筋材应变分布,第8层筋材拉力计算值大于实测值,但总体上计算和实测筋材连接拉力沿墙高分布较一致。

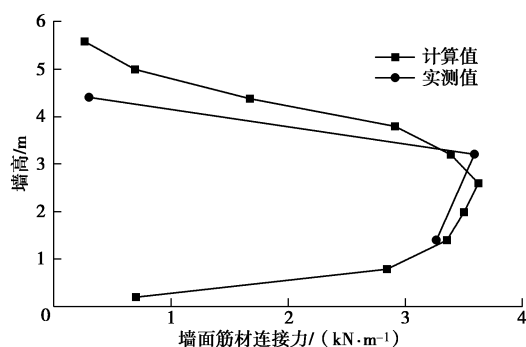


图7 墙面筋材连接力沿墙高分布曲线

Fig. 7 Distribution of connection loads between reinforcement and wall facing

由于受地基沉降和填土压实产生的下拉力影响,墙面处筋材连接拉力通常要大于填土中筋材最大拉力 T_{\max} 。本文中数值计算的最大筋材连接拉力为3.6 kN/m,是填土中筋材最大拉力2.1 kN/m的1.7倍左右;同时,总的筋材连接拉力和总的 T_{\max} 分别为23.0, 13.5 kN/m,前者也是后者的1.7倍左右。这样就存在一个问题,即 K -刚度法计算的 T_{\max} 并不能用来验算筋材连接力,或者说,用于验算筋材连接力会偏于危险。而AASHTO法计算值本身偏大很多,不存在这个问题。今后一个可行的办法是统计筋材最大连接力与 T_{\max} 的比值,将该比值作为系数乘以 T_{\max} ,来验算筋材连接力。

3.3 墙面位移和地基沉降

图8为挡墙填筑结束时墙面相对水平位移沿墙高分布。墙面相对水平位移是指相对于模块初始放置位置的水平位移,反映该模块在挡墙填筑过程中的真实

位移。由图可见,墙面水平位移在墙顶和墙趾处较小,墙面中部位置处最大,其最大值为24 mm,与挡墙实测的墙面中部测点最大位移值20 mm接近。

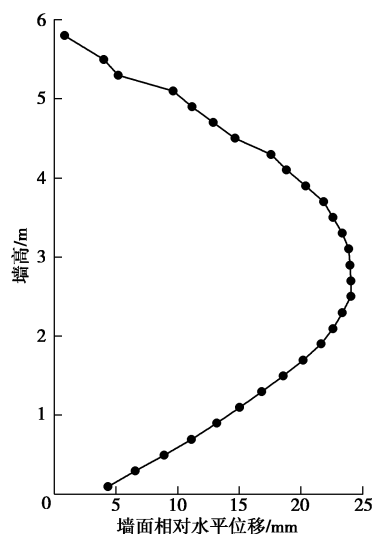


图8 墙面相对水平位移沿墙高分布曲线

Fig. 8 Distribution of relative horizontal displacements of facing along wall height

图9为挡墙填筑结束时地基沉降分布。由图可见,总体上地基沉降量随至墙面距离的增大而有所增大。在墙面位置其沉降量为16 mm;而在墙背面位置因受其摩阻力影响,地基沉降量最小,为15.6 mm;在挡墙后缘产生的最大沉降量为23.6 mm。

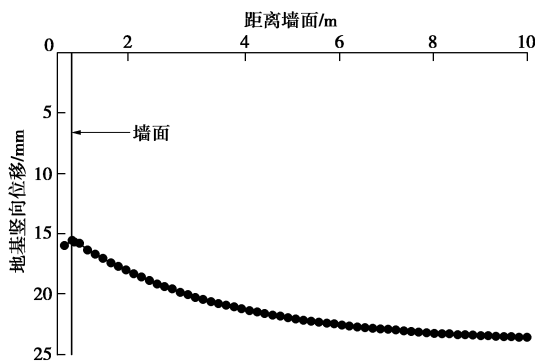


图9 地基竖向位移

Fig. 9 Vertical displacements of foundation soil

3.4 墙趾界面正应力

图10为墙趾界面正应力在挡墙建造过程中的变化曲线,并给出墙面自重应力曲线作为对比。由图可见,墙趾界面上的正应力随挡墙高度的增大而偏离墙面自重应力。在挡墙填筑完成时,模块-基座界面和基座-地基界面正应力分别为387.7, 135 kPa,前者约为后者的2.9倍。本文基座宽度为模块宽度的2倍,且基座后缘受到填土竖向压力作用,基座两侧摩阻力很小,若按竖向力的平衡来分析,模块-基座界面正应力

应不超过基座-地基界面正应力的 2 倍,但在挡墙填筑完成时,墙面向外转动,同时基座由于地基沉降而向内倾斜,如图 11 所示,这使得模块-基座界面出现偏心应力情况,导致模块-基座界面要比基座-地基界面正应力大很多。

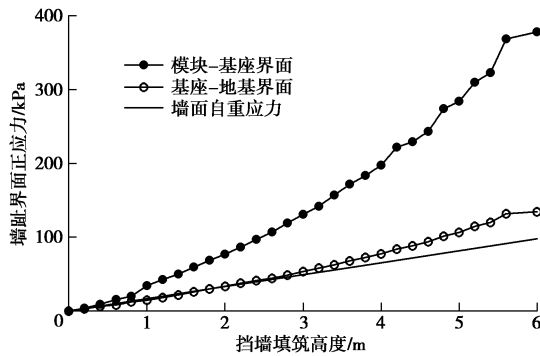


图 10 墙趾界面正应力随挡墙填筑高度变化

Fig. 10 Variation of normal stresses at toe with wall height

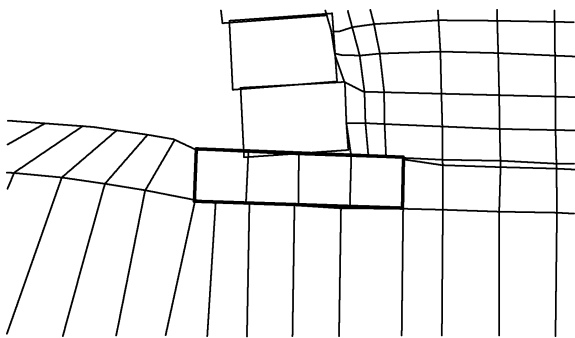


图 11 墙趾部位网格变形图(放大 15 倍)

Fig. 11 Deformed mesh around toe (magnified 15 times)

将墙趾正应力系数定义为模块-基座界面正应力与墙面自重应力的比值,则至挡墙填筑结束,墙趾正应力系数为 3.8。造成墙趾正应力大于墙面自重应力的原因是挡墙建造过程中地基沉降和填土压实导致筋材对墙面产生的下拉力、墙背填土对墙面模块向下的摩擦力,以及墙面向外转动时对墙趾产生的偏心压实力。

Tajiri 等^[17]开展了一同样为 6 m 高、土工织物加筋的模块式加筋土挡墙室内足尺试验,量测得到的墙趾正应力系数为 2.2,小于本文所得到的值,原因是试验中的刚性地基不发生变形,没有地基沉降导致的筋材对墙面产生的下拉力,并且没有墙面向外转动对墙趾界面产生的偏心荷载。

3.5 墙趾与筋材承担荷载

图 12 为数值计算的墙趾和筋材承担荷载随挡墙填筑高度的变化关系。挡墙水平土压力由总的墙面筋材连接力和墙趾阻力共同承担。由图 12 可见,墙趾和筋材承担荷载均随挡墙填筑高度而增加,在挡墙填筑至 2.4 m 之前,墙趾承担荷载稍大于筋材承担荷载,

之后筋材承担荷载大于墙趾承担荷载。当挡墙建造至 6 m 高度时,墙趾和筋材分别承担了 19.9, 24.9 kN/m 的荷载,也即两者分别承担了约 44%和 56%的总荷载。

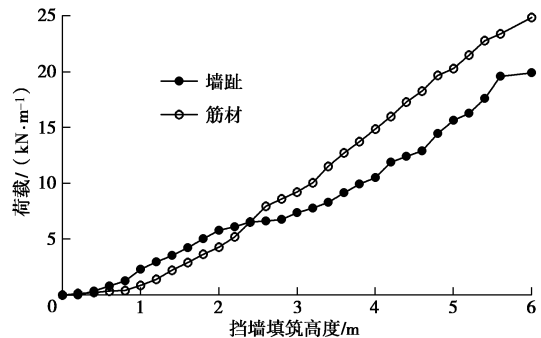


图 12 墙趾和筋材承担荷载随挡墙填筑高度变化

Fig. 12 Variation of loads carried by toe and reinforcements with wall height

由此可见,本文得出的墙趾承担的荷载比例,要远小于 Bathurst 等^[7]和笔者^[11]就刚性地基上 3.6 m 高挡墙试验和数值模拟分别所得出的 82%和 87%的比例。笔者等^[14]曾采用数值模拟方法进一步比较过刚性地基上 3.6, 6, 9 m 高度混凝土基座和碎石基座挡墙墙趾荷载分担比例,如图 13 所示。由图可见,两种基座的墙趾荷载分担比均随墙高的增大而减小;而就与本文同一墙高、较弱界面的碎石基座的挡墙,其墙趾承担荷载的比例为 58%,高于其筋材承担的荷载比例。这说明刚性地基较实际压缩性地基会放大墙趾承担的荷载比例,其原因仍是地基沉降使得墙面筋材连接力增大。

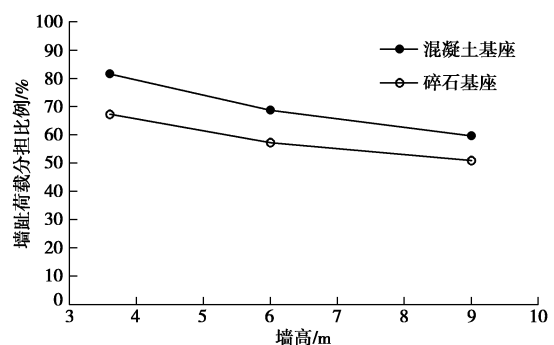


图 13 刚性地基上挡墙墙趾荷载分担比例^[14]

Fig. 13 Fraction of loads carried by toe for wall on rigid foundation^[14]

3.6 墙趾界面剪切特性

图 14 为墙趾界面剪应力随挡墙填筑高度的变化曲线。由图可见,墙趾界面的剪应力随挡墙高度而增大,但模块-基座界面剪应力较基座-地基界面大很多,至挡墙建造完成,模块-基座界面和基座-地基界面剪应力分别为 66.4, 5.9 kPa,前者约为后者的 11 倍。同样,如图 15 所示,模块-基座界面剪切刚度也较基座-

地基界面剪切刚度大很多,至挡墙填筑结束时,模块-基座界面和基座-地基界面剪切刚度分别为 96.8, 5 MPa/m,前者约为后者的 19 倍。模块基座界面剪应力和剪切刚度较基座-地基界面大得多的原因:①如图 10 所示,作用在模块-基座界面的正应力要比基座-地基界面大很多;②模块-基座界面摩擦系数要大于基座-地基界面。

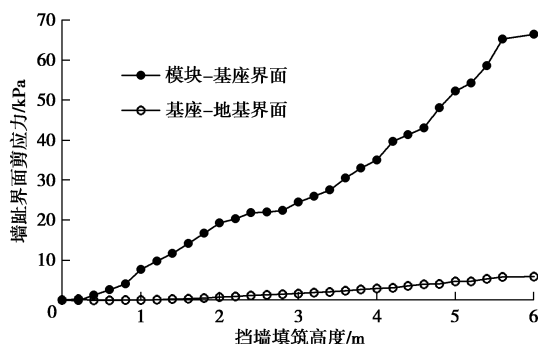


图 14 墙趾界面剪应力随挡墙填筑高度变化

Fig. 14 Variation of shear stresses of toe interface with wall height

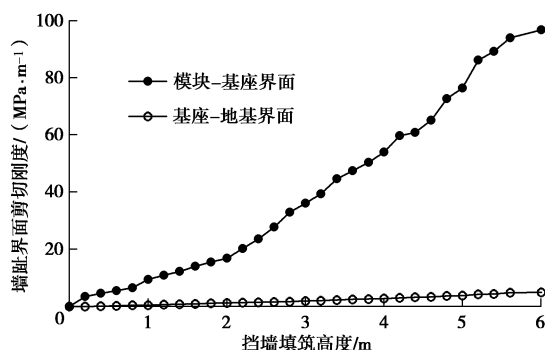


图 15 墙趾界面剪切刚度随挡墙填筑高度变化

Fig. 15 Variation of shear stiffnesses of toe interface with wall height

图 16 为墙趾界面剪切位移随挡墙填筑高度的变化曲线。由图可见,在挡墙建造过程中,模块-基座界面剪切位移大于基座-地基界面。模块-基座界面剪切位移曲线总体上呈下凹的抛物线型式,在挡墙填筑至 4.4 m 高度之前增长较快,在 4.4 m 墙高时剪切位移达到 4.3 mm,此后增长缓慢,至挡墙填筑结束时,剪切位移为 4.6 mm。而基座-地基界面剪切位移随挡墙填筑高度几成线性增长,至挡墙填筑结束时,剪切位移为 2.9 mm。

Leshchinsky 等认为墙趾可能会沿着模块-基座和基座-地基界面中剪切刚度较小的界面滑移^[9-10]。由图 16 可见,尽管基座-地基界面剪切刚度很小,但并没有出现 Leshchinsky 等所担忧的墙趾沿基座-地基界面的滑移,模块-基座界面仍起主要的约束作用。基座-地基界面的剪切刚度虽小,但其所承受的剪应力也很小,并且基座前面的地基土对基座产生被动土压力作用,这也有利于基座-地基界面的稳定。

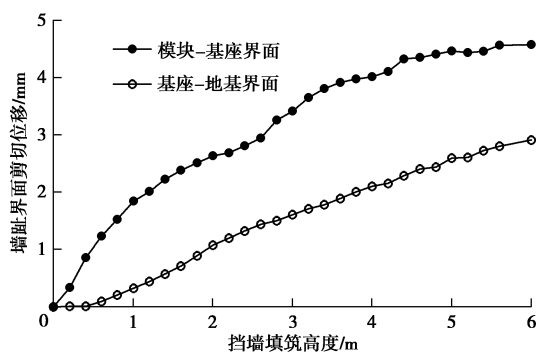


图 16 墙趾界面剪切位移随挡墙填筑高度变化

Fig. 16 Variation of shear displacements of toe interface with wall height during construction

4 结 论

本文基于美国华盛顿州交通局模块式加筋土挡墙建立有限差分数值模型,并采用界面双曲线模型真实模拟模块-水平基座界面及水平基座-地基土界面,研究实际模块式加筋土挡墙在工作应力下的筋材应变、筋材拉力、墙面位移和地基沉降、墙趾界面正应力以及墙趾筋材荷载分担比,并进一步分析了墙趾界面的剪切特性。得出如下 4 点结论。

(1) 数值模拟计算的挡墙筋材应变分布、墙面筋材连接力和墙面最大位移值与实测值基本吻合。数值计算的填土中各层筋材的最大拉力与实测值、K-刚度法计算值均吻合较好,且较 AASHTO 法计算值偏小很多。AASHTO 法高估了工作应力下的筋材拉力。

(2) 墙面连接处筋材受地基沉降和填土压实产生的下拉力影响,其拉力会比填土中筋材最大拉力大,故采用 K-刚度法计算的填土中筋材最大拉力不能用来验算墙面处筋材连接力。

(3) 由于墙面向外转动,以及基座因地基沉降而向内倾斜,模块-基座界面容易出现偏心应力,导致模块-基座界面要比基座-地基界面所受的正应力大很多。较刚性地基,压缩性地基上模块式加筋土挡墙的墙趾正应力系数更大,但墙趾荷载分担比减小。

(4) 尽管基座-地基界面的剪切刚度较模块-基座界面小很多,但由于其承受的剪应力也很小,墙趾并不会沿着基座-地基界面产生滑移破坏,模块-基座界面对挡墙墙趾起到主要的约束作用。

参考文献:

- [1] AASHTO. LRFD bridge design specifications[S]. 6th ed. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.
- [2] GB 50209—98 土工合成材料应用技术规范[S]. 1998.

- (GB50209—98 Technical standard of application of geosynthetics[S]. 1998. (in Chinese))
- [3] BATHURST R J, ALLEN T M, WALTERS D L. Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2005, **23**(4): 287 – 322.
- [4] BATHURST R J, MIYATA Y, NERNHEIM A, et al. Refinement of K -stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls[J]. Geosynthetics International, 2008, **15**(4): 269 – 295.
- [5] ALLEN T M, BATHURST R J, HOLTZ R D, et al. A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**: 976 – 994.
- [6] ALLEN T M, ASCE, BATHURST R J. Design and performance of 6.3-m-high, block-faced geogrid wall designed using K -stiffness method[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **140**(2): 04013016.
- [7] BATHURST R J, WALTERS D, VLACHOPOULOS N, et al. Full scale testing of geosynthetic reinforced walls[M]// ZORNBERG J, CHRISTOPHER B R, eds. Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems using Geosynthetics. Denver, 2000: 201 – 217.
- [8] HUANG B Q, BATHURST R J, HATAMI K. Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, **47**(8): 885 – 904.
- [9] LESHCHINSKY D. Discussion on “The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls”[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(12): 1479 – 1482.
- [10] LESHCHINSKY D, VAHEDIFARD F. Impact of toe resistance in reinforced masonry block walls: design dilemma[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(2): 236 – 240.
- [11] 陈建峰. 基于墙趾真实约束条件的模块式加筋土挡墙数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1640 – 1647. (CHEN Jian-feng. Numerical modeling of reinforced soil segmental walls under real toe restraint conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1640 – 1647. (in Chinese))
- [12] HATAMI K, BATHURST R J. Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, **42**(4): 1066 – 1085.
- [13] LADE P V, LEE K L. Engineering properties of soils[R]. Los Angeles: University of California, 1976.
- [14] CHEN J F, YAN Y, BATHURST R J. Influence of leveling pad interface properties on soil reinforcement loads for walls on rigid foundations[C]// Proceedings of GeoShanghai International Conference 2014. Reston, 2014: 481 – 492.
- [15] NERNHEIM A, HUANG B, BATHURST R J. Using synthetic data from numerical modeling to verify the K -stiffness method for reinforced soil walls[C]// Proceedings of the 4th European Geosynthetics Conference. Edinburg, 2008: 1 – 8.
- [16] EHRLICH M, MIRMORADI S H. Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, **40**: 28 – 36.
- [17] TAJIRI N, SASAKI H, NISHIMURA J, et al. Full-scale failure experiments of geotextile-reinforced soil walls with different facings[C]// Proceedings of 3rd International Symposium on Earth Reinforcement. Rotterdam, 1996: 525 – 530.